

数値解析による補強土壁の支持力安定に関する余裕度の検討

建設省土木研究所 青山 憲明
日本道路公団試験研究所 北村 佳則
○株式会社テクノソール 佐藤 雅宏

1. はじめに

補強土壁の外部安定検討のうち、全体系の安定は円弧すべり法によることが多い。さらに、円弧すべり法による安定検討を補完するために、補強土壁底面境界付近での滑動抵抗の検討および壁直下近傍における局所安定の検討を行う場合がある。補強土壁では、一般に、壁面材としてコンクリート製の分割壁を採用しているため、理想的な膜壁に比べて壁直下に大きな地盤反力が作用する。しかし、補強材によって水平方向の変位が抑制され、沈下に対しても不足する地盤反力相当分が補強材に荷重分散されるため、剛体の擁壁などに比べて支持力安定の余裕度が大きいと考えられている。このように、壁の沈下は補強土壁全体の安定に大きく影響することはないと従来から考えられているが、補強材、壁面材等の設計に沈下の影響が取り込まれていないのが現状である。また、壁面近傍の沈下は、構造物の局所安定、壁面材への影響、景観や安心感など使用上の機能への障害等の原因となるため、設計の段階から沈下に関する性能を規定しておくことが望ましい。

本稿では、補強土壁の安定に関する各種の数値実験により、補強土壁の設計法の位置付けと支持力安定の余裕度について検討した結果を報告する。

2. 数値実験

数値実験では、支持力公式による算定、円弧すべり検討、および弾塑性 FEM 解析による方法について比較検討を行った。対象とした基礎地盤は、層厚 8 m のやや軟弱な粘性土層およびやや軟弱な砂質土層の 2 種類とし、各解析から求まる補強土壁の限界壁高あるいは許容壁高についてまとめた。

弾塑性 FEM 解析の解析モデルの検証にあたっては、沈下の予測される実地盤上の補強土壁（壁高 7.5 m）の実測結果との比較検討によってモデルの有効性を確認した¹⁾。今回の解析条件は前報^{2), 3)}を参照されたい。

円弧すべり検討は、補強領域内にすべり線が侵入しないと仮定し、補強材長が壁高(15m)の 0.7 倍となる条件について実施した。

以上の結果と支持力公式による算定結果をまとめて示したものが図-1、図-2 である。図中の□は支持力公式による極限支持力 Q_u および安全余裕度をみた $Q_u/2$, $Q_u/3$ である。△は、円弧すべり検討の安全率 1.0 および 1.2 に相当する壁高である。また、○は弾塑性 FEM 解析による限界壁高 P_u と安全余裕度を見込んだ許容壁高 $P_u/2$ である。図中の一点鎖線は弾塑性 FEM 解析による結果であり、実線は補強効果を考慮した鉛直土圧を用いた場合の関係、破線はクーロンの主働土塊による鉛直土圧を用いた場合の関係である。同じ壁高に対して地盤の鉛直応力（地盤反力）に大きな差異があることが分かる。なお、支持力の算定にあたっては、背面土圧の掛け方によって、クーロン土圧および補強土土圧の 2 本の線が想定されるが、弾塑性 FEM 解析結果との整合からみて、表-2 の注 2) で定義した補強土土圧の導入が適当と考えられる。

やや軟弱な地盤上への補強土壁の適用に関する支持力解析結果を示したものが表-1 である。補強土の主働土塊による背面土圧によって算出した壁面基礎直下の地盤反力は、FEM 解析結果に比べて 30% から 40% ほど大きな値となり、安定計算上で安全側の結果が期待できる。また、支持力公式によって求めた地盤の極限支持力に見合う限界壁高と弾塑性 FEM 解析による限界壁高を比較すると、粘性土地盤で 20%，砂質土地盤で 35% 程度、支持力公式を用いた場合が低めの壁高（安全側）となる。

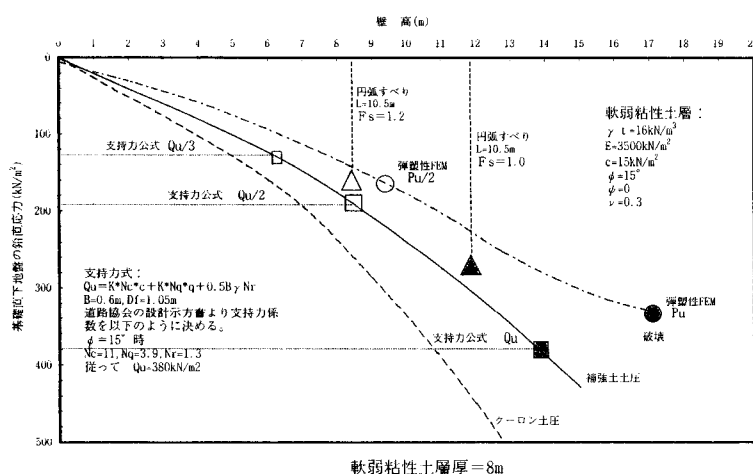


図-1 地盤の鉛直応力-盛土高さ（粘性土地盤）

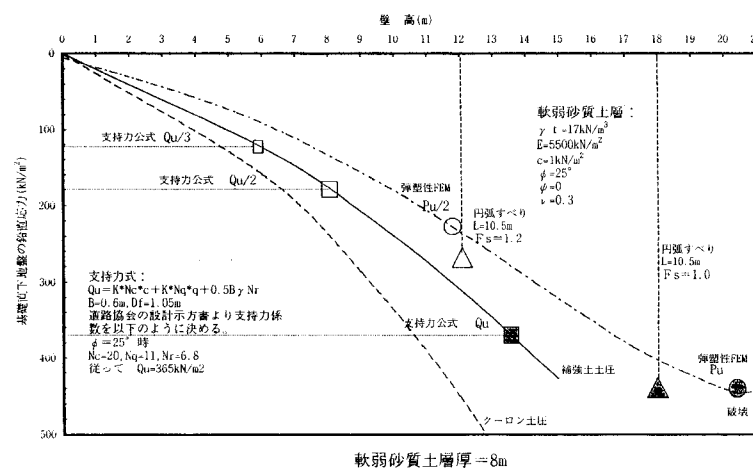


図-2 地盤の鉛直応力-盛土高さ（砂質土地盤）

表－１ やや軟弱な地盤への補強土（テールアルメ）壁の適用に関する支持力の解析結果

地盤	壁高 H (m)	地 盤 の 反 力						地盤の極限支持力 (kN/m ²)		地盤の許容支持力 (kN/m ²) (許容壁高)
		荷 重 (kN/m)				反 力 (kN/m ²)		支持力公式 (限界壁高)	弾塑性 F E M 限界壁高相当 (限界壁高)	
		基礎 ^{注1)}	壁面材	背面土	土圧(壁面摩擦分 ^{注2)})	基礎幅 0.6m <K _A を使用>	F E M (層厚 8m)			
粘性土層 c=15kN/m ² φ =15°	6	4.5	21.0	27.6	21.0 <42.2>	123.5 <138.4>	94.2	380 (14m)	332 (17m)	190 (8.5m)
	9		31.5	41.4	47.1 <94.5>	207.5 <256.5>	155.2			
	12		42.0	55.2	83.9 <168.3>	309.3 <410.0>	230.1			
	15		52.5	69.0	131.0 <262.9>	428.3 <598.2>	300.7			
砂質土層 c=1kN/m ² φ =25°	6	4.5	21.0	27.6	21.0	123.5	91.7	365 (13.5m)	444 (21m)	180 (8m)
	9		31.5	41.4	47.1	207.5	156.9			
	12		42.0	55.2	83.9	309.3	234.1 406(14.25m)			
	15		52.5	69.0	131.0	428.3	321.7			

注1) 基礎の有効幅 0.6m, 高さ 0.3m とした。

注2) 壁面に作用する土圧の鉛直成分は、補強土の主働土塊による土圧 $P_v=1/2 \gamma H^2 \cdot k_d \cdot \tan 2/3 \phi$ による。 k_d は補強土塊の主働土圧係数とする。ここでは、 $k_d=k_A/2$ とした。なお、<>内は、クーロン主働土圧係数 k_A を用いた場合の値である。

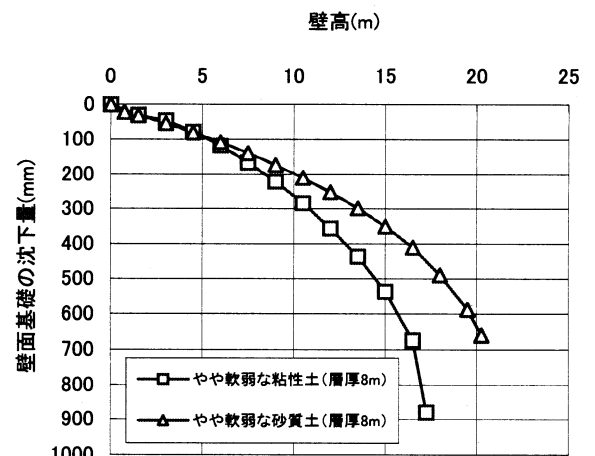
これは、支持力公式による算定では、盛土側の根入れ効果を適切に評価できないことによっていると思われる。ただし、算定結果は一般的に安全側である。壁面と壁面基礎の沈下量との関係を示したものが図－3 である。2種類の地盤について、限界壁高の1/2の壁高に対応する沈下量を見ると、200mm から300mmであり、補強土壁の沈下追従性能から考えて十分に許容される沈下量である。

3. 検討結果のまとめ

- ①補強土壁の壁背面は、補強材等によって補強されており、クーロンの主働土圧力に壁面摩擦角を考慮して鉛直土圧を算出することは合理的とは言えない。補強土壁では、補強効果を考慮した主働領域の大きさに見合う土圧を作用させることが考えられる。このとき、壁面摩擦角の設定が重要となるが、実測値等を勘案して合理的に定めることが必要である。
- ②支持力公式による算定において、壁の自重と補強効果を考慮した背面土圧（今回の解析では $k_A/2$ を使用）を用いて算出した壁直下の地盤反力は、弾塑性 FEM 解析による地盤反力に比べて安全側の値であった。
- ③弾塑性 FEM 解析による限界壁高は、全体系の安定で決まるため、軟弱な基礎地盤の層厚にはあまり依存しない。一方、沈下量は、層厚への依存度が高い。
- ④支持力公式より算出される極限支持力は、壁直下の支持力を実用上安全側に評価できる。この理由としては、盛土側の根入れ効果、補強材による荷重の分散効果、水平方向の変位拘束効果などが安全側に働くと考えられる。
- ⑤弾塑性 FEM 解析結果に対しては、荷重としての限界壁高を算定する場合には、あまり大きな安全余裕度を見込む必要はないようである。今回の解析結果から、限界壁高（沈下量 700mm 程度）の二分の一の壁高では、壁面基礎部の沈下量がほぼ 200mm 程度であり、補強土壁の沈下追従性能の高さを考えると、2 倍程度の余裕度で十分に安全が保てる。
- ⑥土質定数の不確実性を考慮した算出方法に関する修正係数をどう設定するかに関しては今後の検討課題であろう。
- ⑦今回の解析結果を総合すると、支持力公式による許容値の算定は、トータルの安全率を 2 程度とすることで円弧すべり検討、および弾塑性 FEM 解析による安定性評価と良い整合を持ち、十分に安全である。

参考文献

- 1) 青山憲明, 北村佳則, 松本琢磨: ローム地盤上に構築した補強土壁の現地計測, 第55回土木学会年次学術講演会投稿中
- 2) 橋本聖, 加藤陽一, 陳国良: 補強土壁の支持力安定に関する数値解析の適用検討 (その1), 第55回土木学会年次学術講演会投稿中
- 3) 青山憲明, 北村佳則, 辰井俊美: 補強土壁の支持力安定に関する数値解析の適用検討 (その2), 第55回土木学会年次学術講演会投稿中



図－3 壁高と壁面基礎底面の沈下量